(47) CES梁の構造性能に関する実験的研究

石川 智康1・松井 智哉2・倉本 洋3・田口 孝4

1豊橋技術科学大学工学部 建築・都市システム学系 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) E-mail: t133503@edu.tut.ac.jp

> ²正会員 豊橋技術科学大学助教 工学研究科建築・都市システム学系 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) E-mail: matsui@ace.tut.ac.jp

³正会員 大阪大学教授 工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871大阪府吹田市山田丘2-1) E-mail: kuramoto@arch.eng.osaka-u.ac.jp

⁴矢作建設工業株式会社 地震工学技術研究所(〒480-1342愛知県長久手市茨ケ廻間1533-74) E-mail: t-taguchi@yahagi.co.jp

CES合成構造は鉄骨と繊維補強コンクリートのみを用いた構造システムである. これまでにCES柱については、構造実験により構造特性を明らかにするとともに復元力特性の評価法について検討がなされている. 一方でCES梁に関する実験は少なくCES柱梁接合部の実験のみであり、CES梁の設計法に向けてさらに実験的な基礎資料が必要である. そこで本研究ではCES梁の構造性能を明らかにすることを目的として、スラブの有無および梁の内蔵鉄骨断面積比を実験変数とした3体のCES試験体を用いて静的加力実験を実施し、復元力特性および耐力評価法について検討を行った. CES梁は安定した履歴形状を示すことが確認され、CES梁の終局曲げ強度は一般化累加強度理論により評価可能であることを示した.

Key Words : concrete encased steel structure, CES beam with slab, fiber reinforced concrete, static loading test

1. はじめに

CES(Concrete Encased Steel)合成構造システムは、鉄骨鉄 筋コンクリート構造から鉄筋を省略し、コンクリートに 繊維補強コンクリート(以下FRC)を用いた鉄骨コンクリ ート合成構造システムであり、実用化に向けた研究が継 続的に実施されている.本構造は、柱、柱梁接合部およ び2層2スパンフレームを対象とした実験的研究^{1,2,3}によ り、SRC構造と同等以上の安定した復元力特性を示し、 高い耐震性能を有することが確認されている.また、 CES造柱部材については、これまでに構造実験により構 造特性を明らかにするとともに終局強度、変形性能を含 めて復元力特性の評価法について検討がなされている^{4,5}。 一方でCES梁に関する実験は少なく、CES造柱梁接合 部の実験^{2,6}のみであり、梁を主に検討対象としたもの ではない.したがって、CES梁の設計法の構築に向けて さらに実験的な基礎資料が必要である.

そこで、本研究ではCES造梁の構造特性の基本的性質 を把握することを目的として、スラブの有無および梁の 内蔵鉄骨断面積比を実験変数とした3体のCES試験体を 用いて静的加力実験を実施するとともに、耐力評価法お よび復元力特性の評価に係る諸特性について検討を行う.

2. 実験概要

(1) 試験体

試験体一覧を表-1に,試験体詳細図を図-1に示す. 実験に用いる試験体は,中高層建物の梁を想定した1/2 スケールである.試験体は梁曲げ降伏先行型となるよう に設計した計3体とした。実験変数は,スラブの有無, 内蔵鉄骨断面積比である。梁断面は300×400mm,内法 長さは2000mm(シアスパン比2.5)で全試験体共通であ る.試験体B1およびB2はスラブ無し試験体である.試験 体B1ではH-300×150×6.5×9を,試験体B2ではH-300× 150×10×15をそれぞれ使用する.これにより,試験体 B1およびB2の鉄骨断面積比 *A*_s/bD は,それぞれ0.038, 0.060となる.ここで*A*_sは鉄骨の断面積,bおよびDは梁 幅および梁せいである.梁試験体B1sはB1にスラブを取 り付けた試験体である.スラブ全幅は900mm,スラブ厚 は70mm, スラブ筋はSD295を使用しD6@75シングル配 筋とした(ダブル配筋を想定したときのスラブ筋と同程 度の鉄筋量をシングルで配筋した).

★一Ⅰ 武帜仲── 見					
試験体	B1s	B1	B2		
断面 b×D (mm)	300×400				
内蔵鉄骨	H-300×150		H-300×150		
(SS400)	×6.5×9		×10×15		
鉄骨断面積比	0.038		0.060		
内法長さ(mm)	2000(シアスパン比2.5)				
スラブ全幅 (mm)	900	-	-		
スラブ厚 (mm)	70	-	-		
スラブ筋	D6@75				
(SD295)	シングル	-	-		



図-1 試験体詳細図

(2) 使用材料

表-2にFRCの材料特性を、表-3に鉄骨および鉄筋の 材料特性をそれぞれ示す.鉄骨には鋼種SS400を用いた. FRCの設計強度はF=30N/mm²である.FRCに用いた補強 繊維は直径0.66mm,長さ30mmのビニロンファイバー (RF4000) である. 体積混入率は1.0%とし, 水セメント比 は60%である。

(3) 載荷方法と計測方法

図-2に載荷装置を示す.試験体は梁軸方向を鉛直方 向にして載荷装置に設置した.載荷方法は正負逆対称曲 げせん断加力とし、梁試験体であるため軸方向力は0kN を維持した.水平力載荷は変形制御とし、梁スタブに取 り付けた治具間の水平変位δと治具上下間距離hで与え られる変形角R (=8/ h)で制御し, R=1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33および1/25rad.を2サイクルずつ繰り返し たあとR=1/20rad.まで載荷を行い、実験を終了した.

計測変位は、制御変位となる水平変位、軸方向変位お よび梁側面においてコンクリートと鉄骨フランジの曲率 算定用の軸方向変位とした.鉄骨フランジ、ウェブおよ びスラブ筋のひずみは、ひずみゲージにより測定した. さらに、繰り返し水平力載荷における第1サイクルのピ

表-2 FRCの材料特性

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時歪 (μ)	弹性係数 (N/mm ²)	材齢 (日)
Bls	31.1	2672	23100	36
B1	33.5	2515	25600	42
B2	30.8	2619	23100	47

表-3 鉄骨および鉄筋の材料特性

	試験体	降伏 応力度	引張 強度	弹性係数	備考
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
H-300×150	B1	387	459	208000	梁ウェブ
$\times 6.5 \times 9$	B1s	334	431	205000	梁フランジ
H-300×150	B2	317	453	203000	梁ウェブ
$\times 10 \times 15$		308	445	204000	梁フランジ
D6 (SD295)	Bls	409	507	196000	スラブ筋





ーク時および除荷時においてクラックスケールを用いて ひび割れ幅を計測した.

3. 実験結果

(1) 破壊性状と水平荷重-変形角関係

図-3に各試験体の最大耐力時の試験体破壊状況を示 す.図-4に各試験体の水平荷重一変形角関係を示す. なお、図-4中の破線は4章で示す計算耐力を表す.

試験体B1sでは、変形角R=1/400radのサイクルで梁および梁とスタブの上下境界端部に曲げひび割れが発生し、 スラブ筋の降伏が確認された.R=1/200rad.のサイクルで せん断ひび割れが発生し、鉄骨フランジの降伏が確認さ れた.R=1/67rad.のサイクルで圧壊の兆候が見られ始め、 鉄骨ウェブの降伏が確認された.R=1/33rad.のサイクル で圧壊を確認できた.R=+1/25rad.のサイクルで最大耐力 315kNを記録した.

試験体B1では、変形角R=1/400rad.のサイクルで梁およ び梁とスタブの上下境界端部に曲げひび割れ、せん断ひ び割れが発生した.R=1/100rad.で鉄骨フランジの降伏が 確認された.R=1/67rad.のサイクルで圧壊の兆候が見ら れ始め、鉄骨ウェブの降伏が確認された.R=1/33rad.の サイクルで圧壊を確認できた.R=1/25rad.のサイクルで 最大耐力279kNを記録した.Blsの最大耐力がやや大きい 要因としてスラブの存在が挙げられる。試験体B1sはB1 に比べて初期剛性が高く、同サイクルにて最大耐力を記 録している点など、ピーク時の耐力の推移は類似してい る.スラブが付いていることにより初期剛性が高くなり、 当然のことながら最大耐力が大きくなったと考えられる. 試験体B2では、変形角R=1/400rad.のサイクルで梁およ び梁とスタブの上下境界端部に曲げひび割れ、曲げせん 断ひび割れが発生した.R=1/100radで鉄骨フランジの降 伏が確認された.R=1/67rad.のサイクルで圧壊の兆候が 見られ始め、鉄骨ウェブの降伏が確認された.R=1/25rad のサイクルで圧壊を確認できた.R=-1/20rad.のサイク ルで最大耐力404kNを記録した.試験体B1と比較すると、 鉄骨フランジと鉄骨ウェブは両試験体とも同サイクルに て降伏している点や履歴形状など、類似した復元力特性 を示した.試験体B2は試験体B1よりも内蔵鉄骨断面積 が大きいため、最大耐力が大きい.また、R=1/100rad.以 降においてせん断力の上昇の勾配が大きいことが伺える.

(2) 鉄骨の曲率分布

図-5に内蔵鉄骨の梁軸方向(高さ方向)曲率分布を 示す.なお、図中の実線は正載荷を、破線は負載荷を表 す。曲率は、図-6に示すように各試験体の鉄骨フラン ジに取り付けたボルト(FRCとは縁切りしている)を介 して設置した変位計で計測された鉛直変位より求めてい る.

どの試験体もR=1/400rad.の載荷サイクルの曲率はおよ そ一様だといえるが,R=1/200rad.の載荷サイクルになる と,梁上下端部の曲率が増加し,その後の載荷サイクル においても梁上下端部の曲率が著しく増加している.変 形のほとんどが梁上下端部に集中する曲率分布を示して おり,鉄骨断面,スラブの有無によって大きな差異は見 られなかった.



(3) 軸方向変位

図-7に各試験体の内法長さの区間の軸方向変位を示 す. 伸びの方向が正の値である.

全ての試験体において変形角の増大とともに伸びが増 大しており、軸力が0kNであることもあり、15mm程度 の伸びが生じている. また, 載荷サイクルごとに残留変 位が増大していることが確認できる。鉄骨量が異なる試 験体B1とB2の間では顕著な違いは見られない.

(4) スラブ筋の応力分布

図-8に各サイクル1回目のピーク時における梁端部の スラブ筋の応力分布を示す. 図-8の横軸は梁中心から の距離であり、図-9にスラブ筋歪ゲージ貼付位置を示 す. 今回の試験体のスラブの幅は梁幅の3倍であるが, 梁端部のスラブ筋はR=1/200rad.のサイクルまでに降伏あ るいは降伏応力に近い応力に達していることが確認でき た.

耐力計算 4.

表-4に各試験体の実験における最大耐力と計算耐力 の比較を示す. 梁の終局曲げ強度は一般化累加強度理論 により算出し、梁終局せん断強度は日本建築学会SRC規 ^{準7}に基づき算出した.なお,終局強度の算定において 繊維の効果は考慮していない. 試験体Blsのスラブ圧縮 側および引張側の計算値は、終局曲げモーメントの計算



図-9 スラブ筋のゲージ位置

表-4 計算耐力および実験結果

試験体名	Bls	B1	B2
終局曲げモーメント M _u (kNm) ^{※1}	282 (300)	253	342
終局曲げ強度 Qmu(kN)	291	253	342
終局せん断強度 Qsu(kN)	557	569	641
計算耐力 min(Q _m , Q _{su})	291	253	342
せん断余裕度**	1.91	2.25	1.87
実験耐力(kN)	315	279	404
実験耐力計算耐力	1.08	1.10	1.18

※1()内の数値はスラブ引張側の値 ※2 せん断余裕度=Q_{au}/Q_{mu}

値を用いてそれぞれ算出している. 図-10に終局曲げモ ーメントと軸力の相関関係を示す.

曲げ降伏先行型試験体である試験体Bls, BlおよびB2 について, 試験体実験耐力が梁の終局曲げ強度の計算値



を上回り,梁の終局せん断強度の計算値に達していない ことから,想定通り梁の曲げ終局強度に達したと判断で きる.また,実験値と計算値の比率を見ると,1.08~ 1.18倍の範囲で評価されており,すべての試験体におい て安全側に評価できていることが確認できる.

5. 復元力特性のモデル化に関する検討

水平力を受けるCES柱の骨格曲線は図-11に示すよう に第一折れ点を曲げひび割れ発生点Q。第二折れ点を終 局曲げ耐力(降伏耐力)点QとするTri-linearへのモデル 化が提案されている^{4,5}.柱部材と梁部材の主な違いは 軸力の有無であることから、本研究におけるCES梁でも Tri-linearモデルを適用することを念頭におき、本章では CES梁の復元力特性のモデル化に必要な剛性低下率 a_{y} ,除荷剛性K,剛性変化点 βQ_m に関する分析を行う.つま り、柱を対象としたモデル化手法との相違について比較 検討を行う.



(1) 降伏時剛性低下率

第二折れ点Q,における変形は、RC部材と同様に剛 性低下率 a,によって算定することとした.剛性低下率 a,は、図-12に示す面積Aと面積Bが等しくなる(エネ ルギーが等価になる)ように第二折れ点Q,における変形 を決めることにより算出した.なお、曲げひび割れ耐力 Q,は材端がRC規準⁹による曲げひび割れモーメントM,に 達する点とした.曲げひび割れモーメントM,の算定式を 式(1)に示す.

$$M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_B} Z_e \tag{1}$$

ここで、 Z_e : スラブおよび鉄骨を考慮した断面係数である. 初期剛性 K_e は曲げとせん断を考慮した弾性剛性を用いることとし、降伏後の剛性は弾性剛性 K_e の1/1000とした.また、スラブは全幅有効とした.

図-13, 図-14および図-15に降伏時剛性低下率と試 験体パラメータの関係を示す.実験データは本論で示し たCES梁の試験体と文献5)において示された既往のCES 柱試験体である.

図-13は降伏時剛性低下率と軸力比N/Mの関係である. 梁部材と柱部材の主な違いは軸力の有無である。軸力比 が剛性低下率に及ぼす影響を見ると,文献5)のデータか ら,軸力比が大きくなると剛性低下率もやや増加してい ることが確認できる.ただし,文献5)のデータは0.2~0.3 程度であるが、本実験の剛性低下率は0.4以上となっている.

図-14は降伏時剛性低下率とモーメント比 *sM_d/Mu* の 関係である.モーメント比は,CES部材の終局曲げモー メントに対する鉄骨の終局曲げモーメントの比率である. 全体的に見て,モーメント比が大きくなるにつれて降伏 時剛性低下率が大きくなることが確認できる.文献5)の 実験データの内,軸力比が0.3程度の試験体(図中のΔ) だけについて見ても同じ傾向がうかがえる.

図-15は降伏時剛性低下率と鉄骨断面積比As/bDの関







図-15 降伏時剛性低下率と内蔵鉄骨量の関係

係である.

梁試験体である本実験の結果から、鉄骨断面積比が大 きくなると降伏時剛性低下率が大きくなっていることが わかる.しかし、文献5)の実験結果からは鉄骨断面積比 が降伏時剛性低下率に及ぼす影響はみられない.

よって,降伏時剛性低下率は,軸力比およびモーメン ト比の影響を受けることが確認できた.

(2) 除荷剛性

既往の研究1)から、CES柱の履歴特性は一般的に鉄骨 部材に用いられるNormal Tri-Linearと、RC部材に用いら れるTakedaモデルとの中間的な性状を示すことが分かっ ている.CES柱の基本履歴モデルとして図-12に示すも のが提案されている。本実験のCES梁においても図-12 に示す履歴モデルが適用可能かどうか検討を行っていく.

この履歴モデルでは、曲げひび割れ後の除荷剛性は経験した最大変形角の増大に伴う剛性低下を考慮し、 Takedaモデルを参考に式(2)により経験した最大部材角 R_m に伴って初期剛性 K_e から低下させている.

$$K_r = K_e \times \left| \frac{R_m}{R_c} \right|^{-\alpha} \tag{2}$$

ここで, *K_r*:除荷剛性, *R_c*:曲げひび割れ時の変形角, α:除荷剛性指数である.

図-16に除荷剛性の定義を示す.各サイクルの除荷剛 性Kの値は実験結果から求めることとし,除荷開始点と 荷重0の点とを結ぶ割線剛性とした.

図-17にCES梁の実験結果を用いて、各載荷サイクル における除荷剛性指数αを式(2)から逆算をしたものを示 す.H型鉄骨内蔵CES柱による実験では、内蔵鉄骨断面 積比A,bDと除荷剛性指数αの間には概ね線形比例の関係 があり、除荷剛性指数αを式(3)により表している2).

$$\alpha = -2A_s/bD + 0.58\tag{3}$$

ここで, A_s: 内蔵鉄骨断面積, b: 梁幅, D: 梁せいである.



本実験での除荷剛性指数αの平均値は0.19~0.28となっ ているが、CES柱を対象に提案された式(3)によりαを算 出すると、試験体B1sおよびB1ではα=0.50、試験体B2で はα=0.46という結果となった.計算値と実験結果から 算出したαとを比較すると、計算値が実験値よりも0.2~ 0.3程度大きくなる結果となった.この差異は軸力のみ の影響とは現時点では言い難く、さらに検討が必要であ る.

(3) 剛性変化点におけるせん断力

再載荷時の剛性変化点におけるせん断力βQ_m(剛性 K_rから最大点を目指し始める点)は、図-18に示すように 実験における半サイクルの面積とモデルの面積が等価 (エネルギーが等価)となるように設定した.なお、本 来Q_mは直前の載荷サイクルの最大耐力であるが、ここ



では正負が同じ耐力であると仮定して、反対側の最大耐力を便宜上Q_mとして用いている.

実験結果より求めた各サイクルの剛性変化点における 耐力比 $\beta = Q/Q_m$ の平均値を図-19に示す.なお、図中に 示す計算値は、既往のCES柱の実験結果により得られた 近似式2)である式(4)および式(5)により算出した.

R≦0.02rad.のとき

$$\beta = \left(31\frac{N}{N_u} - 23\right)R_m + 0.6\tag{3}$$

R>0.02rad.のとき

$$\beta = 0.62 \frac{N}{N_u} + 0.14 \tag{4}$$

ここで, N: 軸力, N_u: 軸圧縮耐力である.

R=0.02rad.以降の各試験体の β の平均値はほぼ一定となっており、式(5)で一定としていることと一致している。しかしながら、計算値は0.14であるが実験値は0.4程度であり、過小評価する結果となった.

6. まとめ

本研究で得られた知見を以下に要約する.

- 1) CES梁の水平荷重一層間変形角関係は耐力低下も小 さく、紡錘形の安定した挙動を示した.
- スラブ筋は変形角1/200rad.でほぼ降伏していること が確認できた.
- CES梁およびスラブ付きCES梁の終局曲げ強度は一般化累加強度理論により概ね評価可能である.
- 4) CES梁の剛性低下率a,は0.4~0.6程度の範囲となった. また、モーメント比が大きくなると剛性低下率は大 きくなることが確認できた.
- 5) CES梁の除荷剛性指数αの平均値は0.19~0.28となった.
- 6) CES梁の再載荷時の剛性変化点における耐力比βは, 計算値と同様にR=0.02rad.以降は一定であるが,計 算値よりも大きい値となった.

CES梁の復元カモデルの各変数は、柱の復元カモデル の各変数と同様の傾向を確認できたが、数値に差異がみ られた. 今後はCES梁の実験的資料の整備とともに復元 カモデルの構築に向けて検討を行っていく.

謝辞

本研究は、文部科学省科学研究費(基盤研究(A), No. 26249081,代表者:倉本洋)を受けて実施した.こ こに記して謝意を表す.

参考文献

- 田口孝,永田諭,松井智哉,倉本洋:H型鉄骨を内蔵した CES 柱の構造特性,コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1273-1278, 2006.7
- 2) 永田諭,松井智哉,倉本洋:鉄骨コンクリート造柱梁接 合部の構造性能に関する基礎研究,コンクリート工学年 次論文集,Vol.28, No.2, pp.1267-1272, 2006.7
- 3) 倉本洋,松井智哉,今村岳大,田口孝:CES 合成構造平 面架構の構造性能,日本建築学会構造系論文集,No.629, pp1103-1110,2008.7
- 4) 藤本利昭, 倉本 洋, 松井智哉: 交差 H 型断面鉄骨を内 蔵した CES 柱の構造性能, 第8回複合・合成構造の活用 に関するシンポジウム, 土木学会/日本建築学会, Paper

No.4, 2009.11

- 5) 石 鈞吉, 倉本 洋, 藤本利昭, 松井智哉, 牧本祐太: H 型鉄骨内蔵 CES 柱の復元力特性のモデル化に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 693, pp.2019-2026, 2013.11
- 6) 吉野貴紀,松井智哉,倉本 洋:スラブ付き CES 造柱梁 接合部の静的加力実験、コンクリート工学年次論文集、 第33巻,第2号,pp.1123-1128,2011.7
- 7) 日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,2001
- 8) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同 解説,2010

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF CES BEAM

Tomoyasu ISHIKAWA, Tomoya MATSUI, Hiroshi KURAMOTO and Takashi TAGUCHI

Composite Concrete Encased Steel structure is a structure system composed of fiber reinforced concrete and Steel. As for CES column, study on structural performance and evaluation of restoring force characteristic were conducted from experiments. On the other hand, there is few experiment on CES beam is few, so experimental technical data of CES beam are needed to aim for development of an evaluation method of structural performance of CES beam.

In this study, structural experiment of CES beam, of which experimental parameter are with or without slab and cross section area of encased steel, was conducted in order to understand fundamental structural performance of CES beam. And restoring characteristics and strength evaluation method of CES beam were examined. It was found that CES beam showed stable hysteresis characteristics and flexural strength of CES beam could be evaluated based on generalized superposition strength theory. Stiffness degrading factor at yield of CES beam were 0.4 to 0.6, and increased with increasing ratio of flexural strength of encased steel to flexural strength of CES member. And unloading stiffness factor were 0.19 to 0.28, these values are different from values calculated by evaluation formula based on CES column in previous study. Farther study on restoring force model of CES beam is needed in the future.